上路式鋼製アーチ橋の地震時応答解析

株式会社エスイー　正 会 員○田中　智　九州工業大学　学生会員　廣住敦士
九州工業大学　正 会 員　山口栄輝　九州工業大学　正 会 員　久保喜延

1．はじめに　平成 8 年に改訂された道路橋示方書(耐震設計編)[1)]では，地震時挙動が複雑になると予想される橋梁については，非線形性を考慮した動的解析が要求されている．上路式アーチ橋も地震時の挙動が複雑であり非線形動的解析が必要となるため，橋軸方向入力時の変形挙動を対象としたモデル化等の検討が行われている[2),3)]が，解析を実施する上で必要な点が必ずしも十分に明らかにされているわけではない．そこで，本研究では上路式鋼製アーチ橋の地震時応答解析を行い，その変形特性等について検討する．

2．解析概要

2.1　解析モデル　図１に示す上路式鋼製アーチ橋をここでは解析対象とする．境界条件は，補剛桁が可動支承，アーチリブがピボット支承，端柱がピン支承となっている．コンクリート床版はＩ型断面の鋼補剛桁との合成構造であり，アーチリブは箱形断面，鉛直材は箱形断面とＩ形断面，２次部材はCT形断面とＩ形断面で構成されている．

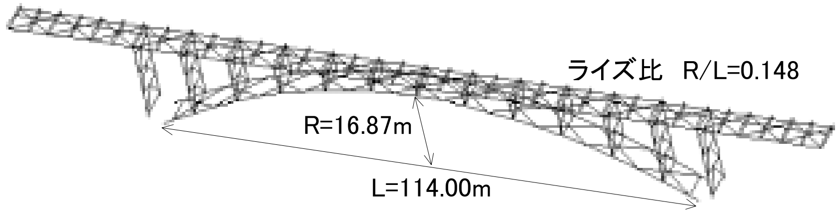


図１　解析対象橋梁

表1　モデルタイプ

モデルタイプ	床版の材料構成則	補剛桁の材料構成則
A	弾塑性	弾塑性
B	弾性	弾性
C	弾性	弾塑性

鋼材は，補剛桁，アーチリブ，端柱にSMA490，それ以外の部材にSMA400を使用している．センターポストは他の鉛直材に比べて非常に大きな断面となっているため，剛部材としている．床版のコンクリートは圧縮強度が 2400tf/m²，応力－ひずみ関係は土木学会鋼構造委員会･鋼構造新技術小委員会･耐震設計研究WGで提案された構成則[4)]をベースとした曲線でモデル化している．また，鋼材の応力－ひずみ関係は２次勾配が E/100 (E:ヤング率)のバイリニア型とする．

本研究では，コンクリート床版および補剛桁のモデル化の違いに着目して，地震時応答への影響を調べる．具体的には，表１に示すように，床版および補剛桁の構成則を変えた３タイプのモデルを考慮する．

2.2　解析方法　地震波には，兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台 JMA で観測された加速度記録の NS 成分を用い，橋軸直角方向に作用させる．減衰はレイリー減衰とし，減衰定数は $h_1=h_2=0.03$ とする．解析ソフトは Y－FIBER3D[5)]を用い，材料非線形性のみならず，幾何学的非線形性も考慮して解析を行う．
本解析モデルでは，全部材を梁要素でモデル化する．要素分割に関して別途検討した結果，弾塑性挙動を表現するには各部材（部材結合点間）に３個の梁要素が必要との結果を得たため，ここでもその要素分割数を適用する．ただし，両端ピン結合の部材は一要素でモデル化した．

3．解析結果　解析結果として，補剛桁中央点などの着目点における最大応答値を表２，塑性変形進展状況を図２に示す．表２より，補剛桁，アーチリブ中央点で最大の水平変位が生じること，鉛直方向変位は非常に小

表2　橋軸直角方向解析における最大応答値

着目点		モデルA		モデルB		モデルC	
		最大値	最小値	最大値	最小値	最大値	最小値
橋軸直角方向水平変位(m)	補剛桁中央点	0.374	−0.255	0.371	−0.229	0.370	−0.229
	補剛桁1/4点	0.274	−0.182	0.289	−0.181	0.289	−0.182
鉛直変位(m)	補剛桁中央点	−0.018	−0.133	−0.034	−0.077	−0.034	−0.077
アーチ軸力(tf)	左端	945	−2355	893	−2374	893	−2372
端柱基部軸力(tf)	左端	908	−1102	1116	−1029	1117	−1030
端柱基部曲げ(tf)	左端	118	−136	139	−179	138	−178

キーワード：上路式アーチ橋，地震時応答，非線形動的解析，塑性変形
連絡先：〒804-8550　北九州市戸畑区仙水町１－１　Tel.(093)884-3110

さいことがわかる．これは，橋軸方向に地震力を作用させた場合の変形挙動 [2),3)] と大きく異なっている．モデルＡ，Ｂ，Ｃを比較すると，水平変位，鉛直変位ともに，ほぼ同じような応答値となっている．

特に，モデルＢとモデルＣの値はほとんど一致している．モデルＢとモデルＣの違いは，補剛桁の構成則にあるが，今回の解析では，補剛桁で塑性化した部材が無かったためモデルＢがほぼ一致する結果になったと考えられる．若干の差が生じているのは，補剛桁に用いた要素タイプが異なるためである．

アーチリブ基部には，非常に大きな圧縮軸力が作用している．最大で降伏軸力の約 71%に達し，モデル間の差は小さい．端柱基部には，大きな軸力と曲げモーメントが作用している．これらの値についてもモデル間の差はそれほど大きくなく，最大で降伏軸力の約 85%，降伏曲げモーメントの約 70%であった．これより，上路式アーチ橋に橋軸直角方向の地震波が作用する場合，アーチリブ基部および端柱基部付近で塑性変形を生じる可能性が大きいと考えられる．実際，図２の塑性変形進展状況を見ると，いずれのモデルにおいてもアーチリブ基部および端柱基部付近で塑性変形が生じている．

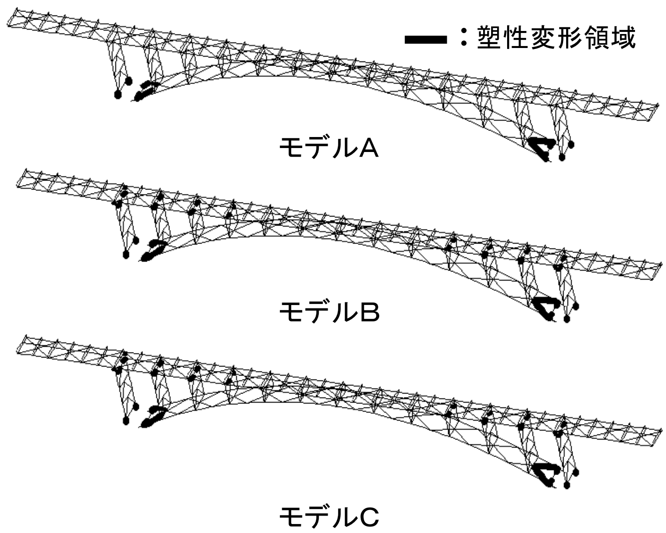
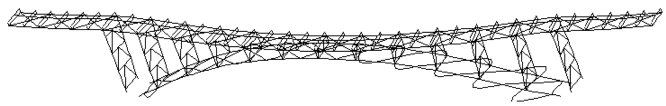
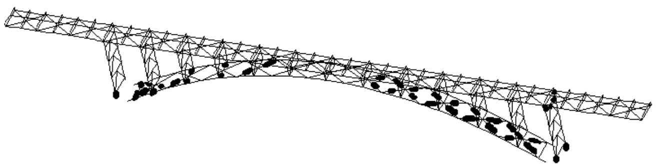


図2　塑性変形進展状況


図3　下横構最大軸力発生時の変形図（モデルA’）


図4　塑性変形進展状況（モデルA’）

アーチリブ間の下横構には非常に大きな圧縮軸力が作用し，下横構は塑性変形していた．そこで，下横構の座屈について検討を加えることにした．座屈を考慮するためのモデル化について別途検討した結果，Y-FIBER3D の梁要素では，両端ヒンジ部材の座屈を考慮する場合，部材の初期不整として微小な傾きを与え，さらに，部材を結合点間５要素以上でモデル化する必要があった．そこで，座屈の検討を行うにあたり，下横構を６要素でモデル化し，さらに部材中心から端部へ 1/500 の傾きを与えて解析を行った．この解析はモデルＡで行うこととし，このモデルをＡ’と呼ぶ．

モデルＡ’の解析結果として，図３に下横構最大圧縮軸力発生時の変形図，図４に塑性進展状況を示す．図３より，アーチリブ間の下横構の座屈が確認できる．図３と図４を比較すると，モデルＡ’では塑性変形する下横構が増加し，逆に，アーチリブ基部および端柱基部付近の塑性変形が減少している．座屈考慮の有無により，得られる変形挙動に大きな差の生じることが理解される．

4．まとめ　　本研究で得られた成果は次の通りである．

(1)地震力を橋軸方向に入力した場合と異なり，本解析では鉛直変位が小さく，水平変位が大きい．(2)アーチリブ基部および端柱基部に大きな断面力が作用し，塑性変形する可能性が大きい．(3)床版と補剛桁のモデル化の違いが，地震時挙動に顕著な差をもたらすことはなかった．(4)座屈考慮の有無により，解析結果に大きな差が生じる．

参考文献　　1)日本道路協会：道路橋示方書･同解説　Ｖ耐震設計編，1996．2)後藤他：上路式鋼製補剛アーチ橋の地震時面内終局挙動に関する研究，構造工学論文集 Vol.46A，pp.1333-1342，2000．3) 田中他：上路式鋼製アーチ橋の地震時応答解析，西部支部研究発表会講演概要集 I-7，pp.A-14,15，2002．4) 耐震設計 WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，土木学会，1996．5)大和設計株式会社：Y-FIBER3D 取扱説明書，1999．